

ハイラップ工法の開発（その1）

——拘束鉄板補強重ね継手の構造性能実験——

中山 達雄 脇坂 達也
吉岡 研三 増田 安彦

Development of Hi-Lap Splice Method (Part 1)

——Structural Experiments on Lap Splice Confined by Steel Plates——

Tatsuo Nakayama Tatsuya Wakisaka
Kenzoh Yoshioka Yasuhiko Masuda

Abstract

In principle, lap splices of large-diameter deformed bars thicker than 29 mm are not acceptable in reinforced concrete under the Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures of the Architectural Institute of Japan. Accordingly, such bars are joined mainly by welding or by using mechanical connections of which there are several kinds. However, these methods are accompanied by problems about cost, influence of weather, need for special skills, etc.

To solve these problems, a lap splice confined by steel plates (Hi-Lap Method) was developed by the authors' company. This method is for confining reinforcement and concrete of the lap splice regions in the ends of members by steel plates, and also for resisting shear forces. The results of tests on reinforced concrete members constructed by the Hi-Lap Method showed that structural integrity is good and useful data for designing were obtained.

概 要

現行の日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」によると、D29以上の異形鉄筋は、通常の場合は重ね継手を用いないものとされている。そのため、太径異形鉄筋の継手は圧接・溶接あるいは機械継手によっている。これらの継手方法は、熟練を要すること、火器を使用するものは雨天時に施工できないことなどのため、建築生産の効率化、省力化を意図した工法には、コスト、施工、品質管理面で適用し難い。

当社は、上記問題点の解決のため、圧接などと同等以上の構造性能を有する太径異形鉄筋の重ね継手工法〔ハイラップ工法〕を開発した。ハイラップ工法は、応力の大きい材端（柱脚あるいは柱頭）に設けた重ね継手部の主筋とコンクリートを鉄板で拘束するもので、この拘束鉄板はせん断補強を兼ねるものである。ハイラップ工法による鉄筋コンクリート材の破壊実験の結果、構造性能の良いことが確認され、設計に役立つ有効な資料を得た。

1. はじめに

現行の日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下、RC規準）によると、D29以上の異形鉄筋は、通常の場合は重ね継手を用いないものとされている。そのため、超高層・中高層の鉄筋コンクリート建物や大型構造物では、一般に、太径異形鉄筋の継手は圧接・溶接あるいは機械継手によっている。これらの継手方法は熟練を要すること、火器を使用するものは雨天時に施工できないことなどのため、建築生産の効率化・省力化を意図した工法には、コスト、施工、品質管理面で適用し難い。当社では、上記問題点の解決のため、圧接などと同等以上の構造性能を有する太径異形鉄筋の継手工法（ハイラップ工法）を開発した。

この報告は、ハイラップ工法で造られた鉄筋コンクリート材の構造性能に及ぼす各種因子の影響を基礎的に調べ、設計に役立つ有効な資料を示すものである。

2. ハイラップ工法の概要

ハイラップ工法（High Quality Lap Splice Method）は、施工の信頼性の優れている重ね継手工法を太径異形鉄筋に適用したものである。特徴は、施工の合理化を考え、太径異形鉄筋の重ね継手を柱脚あるいは柱頭（応力の大きい材端）に設けること、割裂破壊防止のため重ね継手部の主筋とコンクリートを鉄板で拘束すること、この拘束鉄板にせん断補強効果を兼ねさせることにある。

本工法の施工手順例を図1に示す。まず、所定の位置に拘束鉄板を据付ける。これは型枠兼用にもなり得る。つぎに、組立精度の向上を計るため、地組された柱の組立鉄筋を建込む。柱の組立鉄筋は、床スラブ上に置くので、自立させることができる。同様に、はりの組立鉄筋、スラブ筋を建込む。その後、型枠工事、コンクリート打設工事と続く。本工法は、このように現場作業を簡略化することによって、施工の効率化、省力化を計るものである。

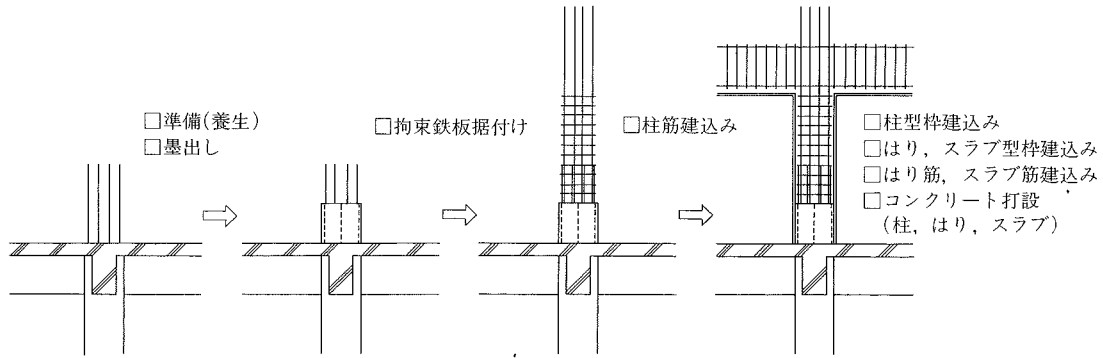


図-1 ハイラップ工法の標準サイクル施工手順例

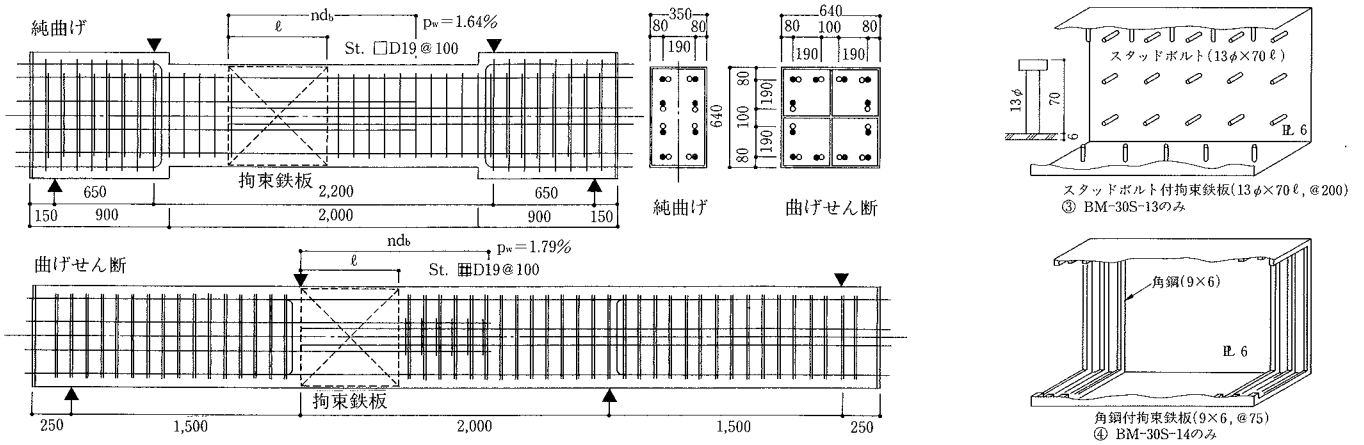


図-2 試験体の形状・配筋および拘束鉄板

3. 試験体

3.1 試験体の形状・配筋および拘束鉄板

試験体は、鉄筋の引張応力伝達の最も厳しい条件としての純曲げ加力試験体と実情に近い応力条件の曲げせん断加力試験体からなる。曲げせん断加力試験体は、高層建物の中間階にほぼ相当する断面640×640、主筋量 12-D35 ($p_g = 2.80\%$) とした。純曲げ加力試験体は、その半割り断面をモデル化し、断面350×640、主筋量 8-D35 ($p_g = 3.42\%$) とした。いずれも曲げ降伏形である。拘束鉄板の断面形は、前者が田形、後者は口形である。拘束鉄板の長さは重ね継手長さ全域を標準とした。ただし、曲げせん断加力試験体では部材断面の全せいとした。実験に取り上げた影響因子は、重ね継手長さ nd_b (3種)、コンクリート強度 σ_B (2種)、拘束鉄板の厚さ t (4種) の3項目とした。試験体の

表-1 鉄筋および鉄板の材料試験結果

種類	呼び名	断面積 又は板厚 cm ² , mm	降伏点 σ_y kgf/cm ²	引張強度 σ_{max} kgf/cm ²	ヤング係数 E_s 10 ⁶ kgf/cm ²	伸び率 %	用途
鉄筋	D 19	2.87	3780	5670	1.88	22.7	帯筋
	D 35	9.57	4550	6730	1.99	21.6	主筋
鉄板	t 1.6	1.48	2270	3260	2.05	30.8	拘束鉄板
	t 3.2	2.97	3810	4470	2.13	21.7	
	t 4.5	4.38	3740	4430	2.12	22.3	
	t 6.0	6.13	3460	4550	2.14	26.0	

形状・配筋等を図-2に、影響因子の配列を表-2に示す。

3.2 試験体の製作および材料の性質

コンクリートは、実際の条件を想定し、縦打ちとした。鉄筋および鉄板の材料試験結果を表-1に、コンクリートの材料試験結果を表-2に、それぞれ示す。

4. 実験方法

4.1 加力方法

2点荷重による純曲げ加力では、左右の危険断面位置のモーメント比を常に1:1に荷重した。曲げせん断加力では、図-3に示す方法で荷重し、その比を1:2 ($2\delta_y$ 以

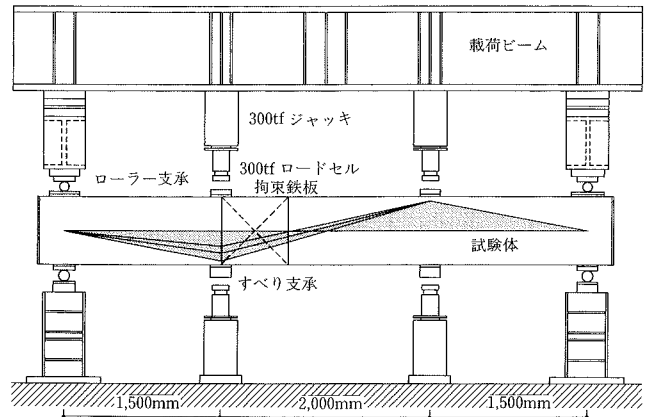


図-3 加力方法

前), 2:3 (3 δ_y 時), 1:1 (4 δ_y 以後) に変化させた。荷重プログラムは δ_y (最外縁引張鉄筋降伏時のたわみ) を基準に整数倍の変位で各2回の正負繰返しである。

4.2 測定方法

純曲げ試験体では支点に対するスパン中央の相対たわみを、曲げせん断試験体では試験区間の相対たわみを電気式変位計で求めた。荷重はロードセルで、鉄筋と鉄板のひずみはワイヤーストレインゲージで、それぞれ求めた。

5. 実験結果および考察

5.1 実験結果

表-2 に実験結果の一覧を示す。最外縁引張鉄筋降伏荷重, 最大荷重および変形能の判定結果(4 δ_y の変形時に最大荷重の80%以上の耐力を維持したものを●印, それ以外のものを×印)を示した。高層 RC の設計では柱の設計クライテリアは, 通常, 塑性率2としている。ここでは安全率を考え, 塑性率4以上の靱性をもたせることとした。図-4 に, 荷重~変形関係および最終破壊状況を示す。

5.2 変形能に及ぼす各種因子の影響

重ね継手部材の変形能に与える各種因子の影響は以下に示すようにまとめられる。

5.2.1 純曲げ加力実験

[コンクリート強度の影響]

コンクリート強度の相違(300 kgf/cm², 400 kgf/cm² 級)による荷重~変形関係の変化は試験体①と⑤で比較できる。各種影響因子のうち, 重ね継手長さを 30 d_b に, 拘束鉄板厚さを 4.5 mm に, 拘束鉄板長さを重ね継手全域 (したがって, この場合 30 d_b) に固定されている。拘束鉄板外のコンクリート表面の観察結果では, ① (298 kgf/cm²) は2 δ_y の変形するとき主筋に沿った付着ひび割れが観察され, 3 δ_y の変形するときコンクリート上端が圧壊し始めた。3 δ_y の変形までは安定した荷重~変形関係を示したが, 4 δ_y の変形の

ときに至り, 耐力が急激に低下した。一方, ⑤ (402 kgf/cm²) は4 δ_y の変形するとき主筋に沿った付着ひび割れが発生したが, 荷重~変形関係は4 δ_y の変形まで安定していた。

以上のことから, 重ね継手長さ 30 d_b , 拘束鉄板厚さ 4.5 mm, 重ね継手全域に拘束鉄板を設けた場合で4 δ_y の変形能を確保するためには, コンクリート強度 400 kgf/cm² でよい。

[重ね継手長さの影響]

重ね継手長さの相違(30 d_b , 35 d_b , 40 d_b , したがって重ね継手長さの変化に伴って拘束鉄板長さも変わる)による荷重~変形関係の変化を試験体①, ⑧, ⑪で比較できる。各種影響因子のうち, コンクリート強度を 300 kgf/cm² 級に, 拘束鉄板厚さを 4.5 mm に, 拘束鉄板長さを重ね継手全域に固定されている。⑧ (35 d_b), ⑪ (40 d_b) は4 δ_y の変形まで安定した荷重~変形関係を示した。

以上のことから, コンクリート強度 300 kgf/cm² 級, 拘束鉄板厚さ 4.5 mm, 重ね継手全域に拘束鉄板を設けた場合で4 δ_y の変形能を確保するためには, 重ね継手長さ 35 d_b でよい。

[拘束鉄板厚さの影響]

拘束鉄板厚さの相違(1.6 mm, 3.2 mm, 4.5 mm, 6.0 mm)による荷重~変形関係の変化を試験体⑥, ⑦, ⑧, ⑩で比較できる。コンクリート強度を 300 kgf/cm² 級に, 重ね継手長さを 35 d_b に, 拘束鉄板長さを重ね継手全域(したがって, この場合 35 d_b) に固定されている。⑥ (1.6 mm) は4 δ_y の変形に至る前に急激に耐力が低下した。しかし, ⑦(3.2 mm), ⑧ (4.5 mm), ⑩ (6.0 mm) は4 δ_y の変形まで安定した荷重~変形関係を示した。

以上のことから, コンクリート強度を 300 kgf/cm² 級, 重ね継手長さ 35 d_b , 重ね継手全域に拘束鉄板長さを設けた場合で4 δ_y の変形能を確保するためには, 拘束鉄板厚さ 3.2 mm でよい。

表-2 実験結果

加力形式	通し番号	試験体名	諸 元											実験結果		最大荷重 計算値 t.M _c	変形能 t.M _c		
			断面 mm × mm	主筋量	重ね 継手 長さ nd _b	コンクリートの性質			拘束鉄板					最外縁 引張鉄筋 降伏荷重 M _y t·m	最大 荷重 t.M _c				
						σ _B kg/cm ²	σ _T kg/cm ²	E _c 10 ⁵ kg/cm ²	形	厚さ tmm	長さ ℓ	D _r %	D _r ・σ _T kg/cm ²					備 考	
純 曲 げ	①	BM-30S-11	350 × 640	8-D35	30d _b	298	28.9	2.64	□	4.5	30d _b	2.50	93.6		67.8	89.0	×	81.1	1.10
	②	BM-30S-12				320	26.1	2.89	□			2.50	93.6	主筋先端フック付き	66.6	91.3	●	81.1	1.13
	③	BM-30S-13				314	29.2	2.72	□	4.5	30d _b	2.50	93.6	スタッドボルト(13φ×70, @200)付き	67.1	90.0	×	81.1	1.11
	④	BM-30S-14				313	29.0	2.79	□			2.50	93.6	角鋼(6×9, @75) 3本付き	69.9	91.1	●	81.1	1.12
	⑤	BM-30S-15				402	32.5	2.81	□	4.5	30d _b	2.50	93.6		71.7	96.2	●	87.9	1.09
	⑥	BM-35S-16			322	26.3	2.74	□	1.6		0.85	19.2		70.1	96.7	×	81.1	1.19	
	⑦	BM-35S-17			295	25.9	2.80	□	3.2	35d _b	1.70	64.7		64.7	93.4	●	81.1	1.15	
	⑧	BM-35S-18			328	32.3	2.71	□	4.5		2.50	93.6		69.0	94.1	●	81.1	1.16	
	⑨	BM-35S-19			295	25.7	2.95	□	4.5	D	2.50	93.6	拘束鉄板長さ: 断面全せい	65.1	90.8	●	81.1	1.12	
	⑩	BM-35S-20			306	24.8	2.93	□	6.0	35d _b	3.50	121.2		67.7	92.3	●	81.1	1.14	
	⑪	BM-40S-21			298	27.1	2.66	□	4.5	40d _b	2.50	93.6		65.0	92.2	●	81.1	1.14	
曲 げ せん 断	⑫	CM-30S-22	640 × 640	12-D35	30d _b	246	22.1	2.35	田			2.87	99.4	拘束鉄板長さ: 断面全せい	92.9	144.8	●	132.5	1.09
	⑬	CM-30S-23				368	29.4	2.77	田	6.0	D	2.87	99.4	拘束鉄板長さ: 断面全せい	74.4	150.2	●	142.3	1.06
	⑭	CM-30S-24			35d _b	249	20.6	2.36	田			2.87	99.4	拘束鉄板長さ: 断面全せい	87.9	141.3	●	132.5	1.07

変形能 ●: 4 δ_y の変形時に最大荷重の80%以上の耐力を維持したのもの
 ×: それ以外のもの
 記号 δ_y : 最外縁引張鉄筋降伏時のたわみ
 D: 断面の全せい(640mm)
 d_b: 呼び名に用いた鉄筋径の数値
 t: 鉄板厚
 t.M_c: e関数による値

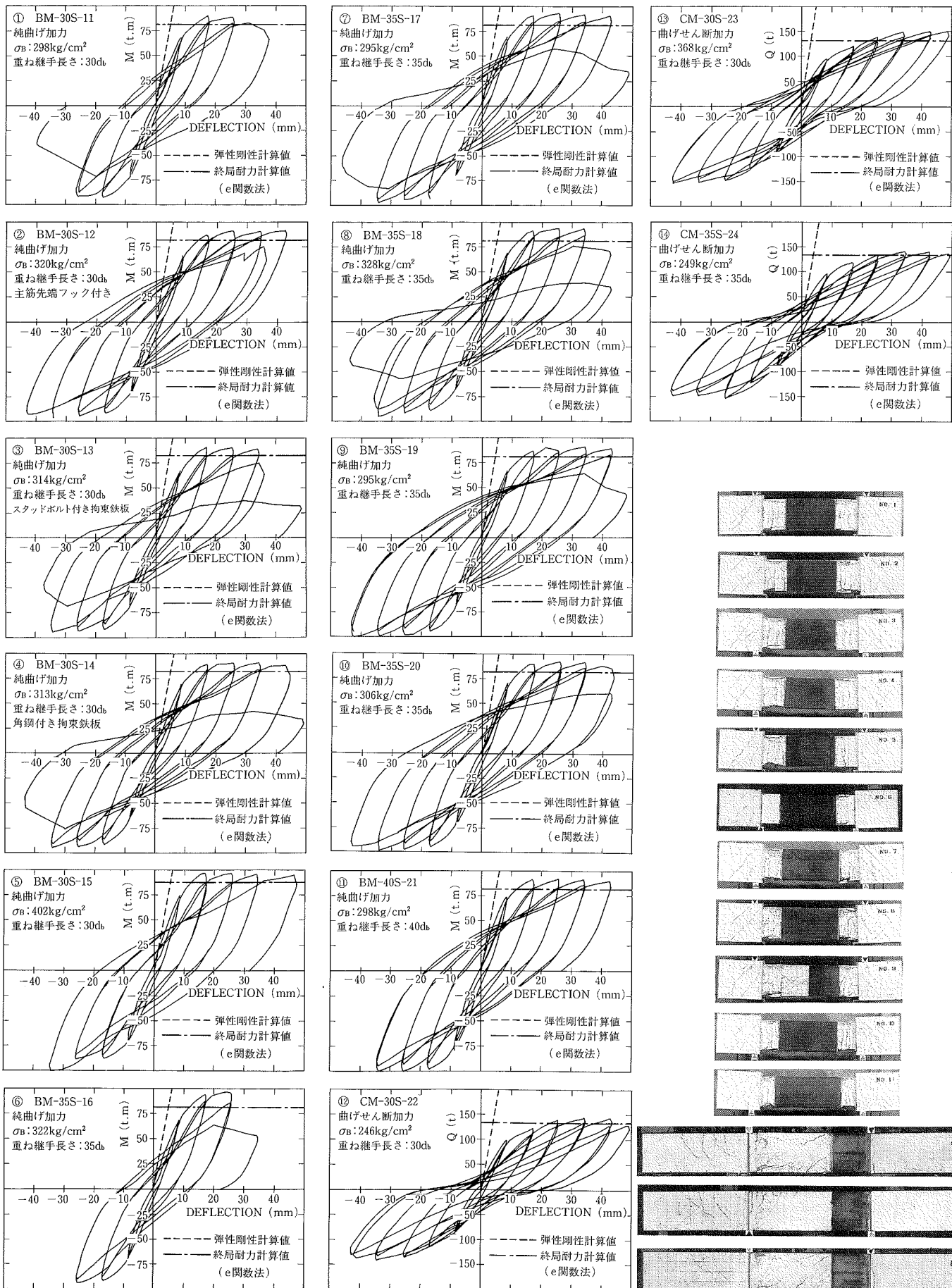


図-4 荷重～変形関係および最終破壊状況

【拘束鉄板長さの影響】

拘束鉄板長さの相違(35 d_b, D)による荷重～変形関係の変化を試験体⑧, ⑨で比較できる。今回の試験の結果, 拘束鉄板長さは断面全せい (D) で十分である。

【特殊補強の影響】

コンクリート強度を 300 kgf/cm² 級に, 重ね継手長さを 30 d_b に, 拘束鉄板厚さを 4.5 mm に, 拘束鉄板長さを重ね継手全域(したがって, この場合 30 d_b) に固定し, 重ね継手部の特殊補強の有無による荷重～変形関係の変化を試験体①, ②, ③, ④で比較できる。②(主筋先端 L 形フック付き), ④(リブ付き拘束鉄板)は 4δ_y の変形まで安定した荷重～変形関係を示した。③(スタッドボルト付き拘束鉄板)は 4δ_y の負の第 2 サイクル時に耐力が急激に低下した。

以上のことから, 例えば, 主筋先端に L 形フックを付けるか, リブ付き拘束鉄板を用いる場合, コンクリート強度 300 kgf/cm² 級, 重ね継手長さ 30 d_b, 拘束鉄板厚さ 4.5 mm, 拘束鉄板長さを重ね継手全域(したがって, この場合 30 d_b) で 4δ_y の変形能力を確保できる。

5.2.2 曲げせん断加力実験 3体の試験体とも, 部材角 1/50まで安定し荷重～変形関係を示した。純曲げ加力時に比べ, 曲げせん断加力の場合, 4δ_y の変形能力を確保するための条件は緩和された。試験体⑫に見られるように, 重ね継手長さ 30 d_b, 拘束鉄板長さが断面の全せいの場合で, コンクリート強度 240 kgf/cm² で十分であった。

以上, 4δ_y の変形能力を確保するための各種影響因子の範囲を表-3 に示す。

5.3 荷重～ひずみ関係

5.3.1 付着応力度分布 図-5 に, 主筋のひずみ分布の一例を示す。下式より, 最外縁引張鉄筋降伏時のひずみ分布の勾配から各区間の主筋の付着応力度 τ_b を求め, それから得た重ね継手部の平均付着応力度と重ね継手長さとの関係を図-6 に示す。

$$\tau_b = \frac{a_t \cdot \sigma_{ti}}{\psi \cdot l_i}$$

a_t : 主筋 1 本の公称断面積 (9.57 cm²)
 σ_{ti} : 区間 i 両端での主筋の存在応力度の差
 ψ : 主筋 1 本の公称周長 (11.0 cm)
 l_i : 区間 i の長さ

継手長さが大きいほど平均付着応力度は小さくなり, この傾向は既往の研究結果と一致する。試験体③, ④を除き, 実験値は「RC 規準」における短期許容付着応力度(その他の場合の値)より小さいことが分かる。

5.3.2 拘束鉄筋 図-7 に, 純曲げ試験体の荷重～拘束鉄筋のひずみ関係を示す。これらの測定位置は重ね継手鉄筋の先端に配置した閉鎖型フープの側辺(長辺)および底辺(短辺)それぞれの中央である。純曲げ試験体①, ③, ④, ⑦, ⑨, ⑩に見られたように, 載荷方向に対して引張鉄筋側の拘束鉄筋の短辺が降伏し, ひずみが十分流れた。このことは, 部材の変形に伴う重ね継手鉄筋先端のハネ上がり, そのフープが拘束していることを示すものである。

重ね継手長さの相違(30 d_b, 35 d_b, 40 d_b)による拘束鉄

表-3 各種影響因子と変形能との関係

コンクリート強度	重ね継手長さ	純曲げ試験				曲げせん断試験		
		重ね継手部拘束鉄板厚さ (重ね継手部拘束鉄板比)						
		t1.6 (0.91%)	t3.2 (1.83%)	t4.5 (2.57%)		t6.0 (3.43%)		
300kgf/cm ² 級	30d _b			1× 298	2● 320	3× 314	4● 313	12■ 246
400kgf/cm ² 級				5● 402			13■ 368	
300kgf/cm ² 級	35d _b	6× 322	7● 295	8● 328		9● 295	10● 306	14■ 249
	40d _b			11● 298				

×, ●, ■印の左肩に示した数値は試験体通し番号, 脚下に示した数値はコンクリートの実強度を, それぞれ示す。
 ●: 4δ_yの変形時に最大荷重の80%以上の耐力を維持したもの, 純曲げ試験
 ■: 4δ_yの変形時に最大荷重の80%以上の耐力を維持したもの, 曲げせん断試験加力

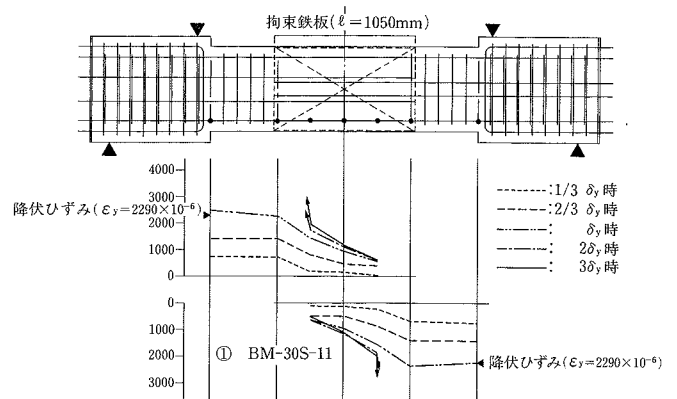


図-5 主筋のひずみ分布 (BM-30S-11)

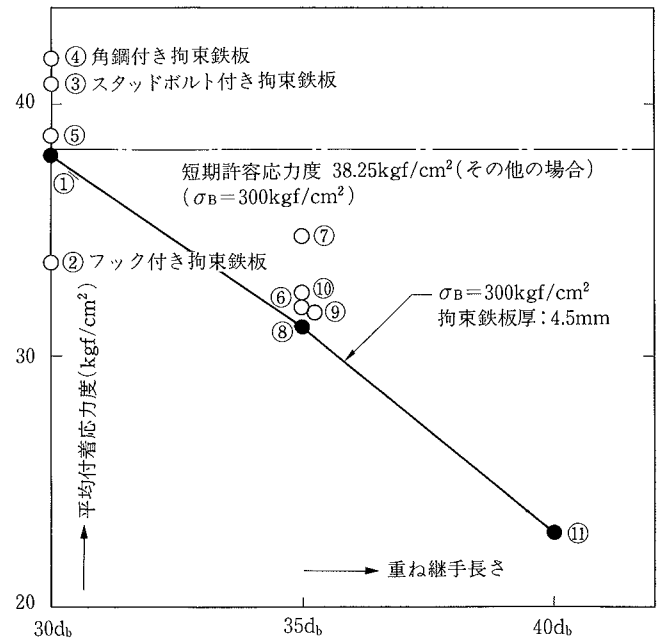


図-6 降伏時の平均付着応力度と重ね継手長さとの関係

筋の効果の変化は, ① (30 d_b), ⑧ (35 d_b), ⑪ (40 d_b) の比較で分かるように, 重ね継手が長いほど, ひずみは小さい。つまり, 重ね継手長さが大きいほど部材の変形に伴うハネ上がりの影響が小さいと考えられる。①はひずみが十分に流れたのに対し, ⑧のひずみは最大荷重時で約 700 × 10⁻⁶, ⑪のひずみは最大荷重時で約 200 × 10⁻⁶ であった。⑪

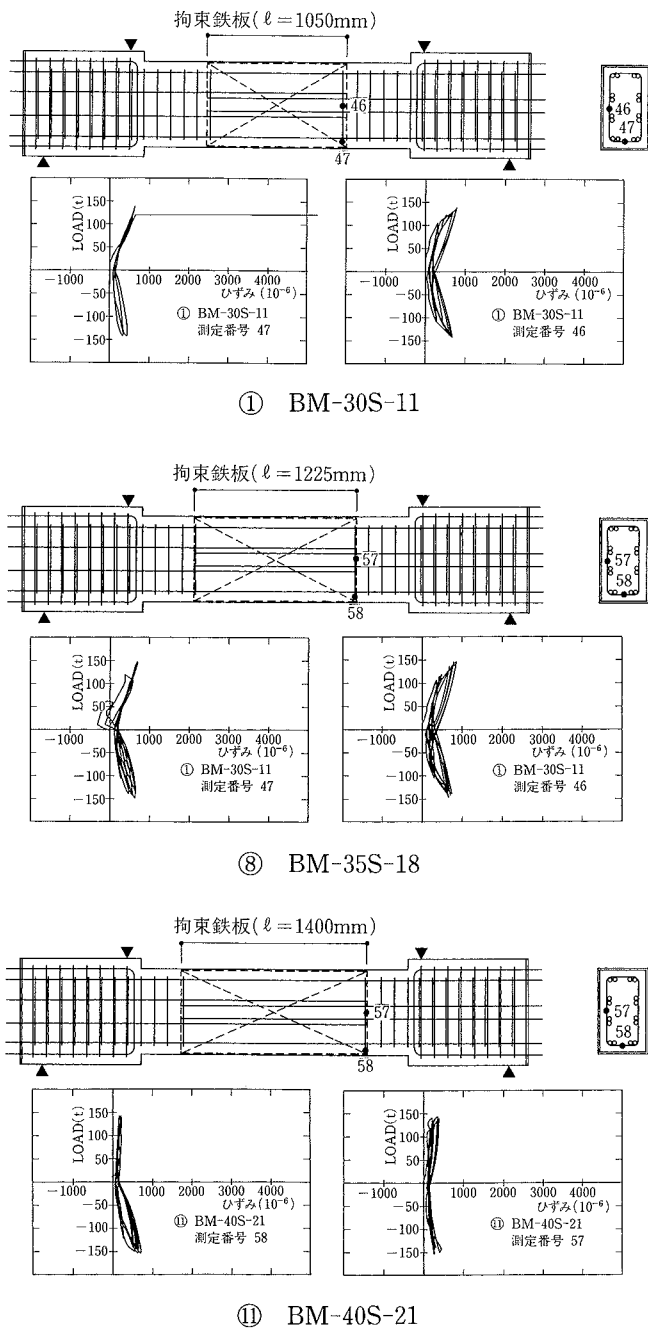


図-7 荷重～拘束鉄筋のひずみ関係

は、正載荷時に比べ負載荷時のひずみが大きいことから、引張鉄筋のハネ上がりを拘束する効果の影響より、曲げによるコンクリート圧縮域の横方向拘束効果の影響が表われたものと考えられる。なお、曲げせん断試験体では、拘束鉄筋は降伏していない。

5.3.3 拘束鉄板 重ね継手長さの変化(①, ⑧, ⑪)の比較、いずれも拘束鉄板厚さ4.5mm)による拘束鉄板のひずみ性状の相違は明瞭になかった。図-8に示すように、重ね継手 $35d_b$ で拘束鉄板厚さが1.6mmの⑥にのみ拘束鉄板の降伏が見られた。

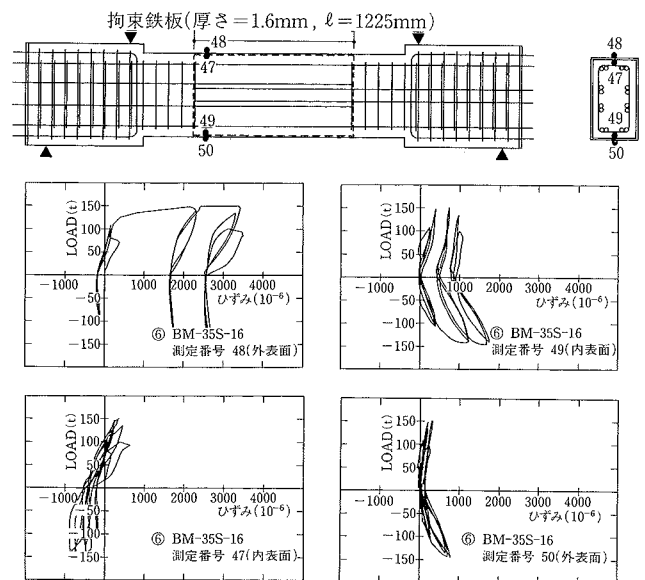


図-8 荷重～拘束鉄板のひずみ関係 (⑥ BM-35S-16)

6. むすび

今回、高層建物の中間階にほぼ相当する断面 (640×640 、主筋 12-D35, $P_g = 2.80\%$)を対象に、ハイラップ工法で造られた鉄筋コンクリート材の破壊実験を行なった。その結果、D35の場合でも、継手部を適切に拘束すれば優れた変形能をもたせ得ることが分かった。

純曲げ試験の結果、変形能 $4\delta_y$ を確保するためには、以下に示す条件で十分であった。

(1) 重ね継手長さ $30d_b$ の場合で、コンクリート強度： 400 kgf/cm^2 。

(2) 重ね継手長さ $35d_b$ の場合で、コンクリート強度： 300 kgf/cm^2 、拘束鉄板比：1.70%

曲げせん断試験の結果、部材角 $1/50$ まで安定した荷重～変形関係を確認した。前述の条件は緩和されて

(3) 重ね継手長さ $30d_b$ の場合で、コンクリート強度： 240 kgf/cm^2 、拘束鉄板長さ：断面の全せい

拘束鉄板比の定量化は、更に検討を要する。今後、軸力のある場合の構造性能等を確認し、実用化に供したい。

参考文献

- 1) 土堅, 白川: 太径異形鉄筋の重ね継手に関する実験的研究, 土木学会, コンクリート・ライブラリー, No. 43, (1977)
- 2) J. Cairns and P. D. Arthur: Strength of Lapped Splices in Reinforced Concrete, Jour. of A. C. I., Vol. 76, No. 2, p. 277~296 (1979. 2)
- 3) 藤井, 森田: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究, 日本建築学会論文報告集, No. 319, p. 47~55, (1982. 9)
- 4) 増田, 脇坂, 吉岡, 中山: 太径異形鉄筋の重ね継手工法の開発——添え筋補強継手の構造性能実験——, 大林組技術研究所報, No. 39, p. 97~102, (1989. 8)